

DECRETO MINISTERIALE 16 gennaio 1996

Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche

IL MINISTRO DEI LAVORI PUBBLICI
DI CONCERTO CON
IL MINISTRO DELL'INTERNO

Vista la legge 2 febbraio 1974, n. 64, pubblicata nella *Gazzetta Ufficiale* n. 76 del 21 marzo 1974, recante: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Visto il decreto ministeriale 24 gennaio 1986, pubblicato nella *Gazzetta Ufficiale* n.108 del 12 maggio 1986, di approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;

Ritenuto che, in forza dell'art. 3, primo comma, della citata legge n. 64/1974, le norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche possono essere aggiornate ogni qualvolta occorra in relazione al progredire delle conoscenze dei fenomeni sismici;

Considerato che occorre aggiornare alcune parti della normativa tecnica emanata con il citato decreto 24 gennaio 1986;

Visto il testo delle norme tecniche predisposto dal servizio tecnico centrale del Consiglio superiore dei lavori pubblici; Sentito il Consiglio nazionale delle ricerche;

Sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, che si è espresso con il parere emesso dall'assemblea generale, in data 24 giugno 1994, con voto n. 317/91;

Espletata la procedura di cui alla legge 21 giugno 1986, n. 317, emanata in ottemperanza della direttiva CEE n. 83/189;

Decreta:

Art. 1.

Sono approvate le allegate norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, ad integrale sostituzione di quelle di cui al precedente decreto 24 gennaio 1986.

Art. 2.

Ai sensi dell'art. 32 della citata legge 2 febbraio 1974, n. 64, dette norme entreranno in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione del presente decreto nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana.

Roma, 16 gennaio 1996

Il Ministro dell'Interno

CORONAS

Ministro dei Lavori Pubblici

BARATTA

ALLEGATO
MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

DECRETO

Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

A. DISPOSIZIONI GENERALI.

A.1. Oggetto delle norme - Classificazione delle zone sismiche.

Le presenti norme disciplinano tutte le costruzioni la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, da realizzarsi in zone dichiarate sismiche ai sensi del secondo comma dell'art. 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, ferma restando l'applicazione delle norme di cui all'art. 1 della legge stessa.

Il grado di sismicità delle diverse zone, da assumere per la determinazione delle azioni sismiche, e di quant'altro specificato nelle presenti norme tecniche, risulta dall'apposito decreto interministeriale. Per tutte le costruzioni di cui all'art. 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, valgono i criteri generali di progettazione riportati nella sezione B. Per gli edifici e per le opere di sostegno dei terreni valgono le disposizioni particolari riportate rispettivamente nelle sezioni C e D.

A.2. Terreni di fondazione e relative prescrizioni generali.

I fattori influenzanti il comportamento delle fondazioni devono essere individuati e valutati in conformità di quanto stabilito dalle disposizioni vigenti e, in particolare, dal decreto ministeriale 11 marzo 1988 ed eventuali sue successive modifiche ed integrazioni.

Per le costruzioni su pendii le indagini devono essere convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche. Devono inoltre essere eseguite indagini specifiche per tener conto in modo adeguato della eventualità che, in concomitanza con le azioni sismiche, possano verificarsi, nel sottosuolo dell'opera o in zone ad essa adiacenti, fenomeni di liquefazione. I risultati di tali accertamenti devono essere illustrati nella relazione sulle fondazioni di cui al quarto comma dell'art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64.

B. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.

B.1. Disposizioni preliminari.

Le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali o verticali devono essere valutate convenzionalmente mediante un'analisi statica ovvero mediante un'analisi dinamica, seguendo i criteri generali contenuti nella presente sezione B.

Possono, in alternativa, eseguirsi analisi più approfondite, fondate su un'opportuna e motivata scelta di un "terremoto di progetto" e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati.

Le costruzioni nelle quali sia prevista l'introduzione di isolatori sismici, di qualunque tipo, possono essere realizzate previa dichiarazione di idoneità del Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici, su conforme parere dello stesso Consiglio. Analoga dichiarazione deve essere richiesta per i sistemi costruttivi contenenti dispositivi di dissipazione dell'energia trasmessa dal sisma.

B.2. Direzione delle componenti orizzontali delle accelerazioni del terreno durante il sisma.

Si assume che il moto del terreno possa avvenire, non contemporaneamente, in due direzioni orizzontali ortogonali prefissate dal progettista.

B.3. Masse strutturali.

Le masse delle strutture sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti nonché di un'aliquota dei sovraccarichi accidentali.

Per i casi non contemplati nelle sezioni C e D, i sovraccarichi accidentali devono considerarsi presenti, in occasione del sisma, per un'aliquota del valore massimo ad essi assegnato nel calcolo statico di esercizio da valutare attraverso considerazioni statistiche.

In particolare, per i serbatoi, i contenitori e le costruzioni o elementi di costruzione ad essi assimilabili, il peso del contenuto deve essere considerato totalmente presente.

B.4. Analisi statica.

L'analisi statica degli effetti sismici può essere effettuata per costruzioni con struttura regolare e con elementi di luce corrente.

Gli effetti sismici possono essere valutati convenzionalmente mediante analisi statica delle strutture soggette a:

- a) un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma; la risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W$$

essendo:

$$C = \frac{S - 2}{100} \text{ il coefficiente di intensità sismica;}$$

S = il grado di sismicità ($S \geq 2$);

R = il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;

I = il coefficiente di protezione sismica;

W = il peso complessivo delle masse.

La forza F_h deve considerarsi distribuita sia planimetricamente che altimetricamente in modo da simulare con buona approssimazione gli effetti dinamici del sisma. Tale distribuzione può essere effettuata seguendo, ove applicabili, i criteri espressi nelle sezioni C e D;

- b) un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti, la cui risultante sarà:

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot W$$

nella quale è, in genere $m = 2$, salvo quanto precisato nelle norme tecniche proprie di opere particolari.

Tale insieme di forze deve considerarsi diretto sia verso l'alto, sia verso il basso, mediante due distinte combinazioni di carichi.

Indicando con α_h e η_h rispettivamente le sollecitazioni (momento flettente, forza assiale, forza di taglio e momento torcente) e gli spostamenti prodotti dalle azioni sismiche orizzontali, e con α_v e η_v le sollecitazioni e gli spostamenti prodotti dalle azioni sismiche verticali, la singola componente di sollecitazione α e la singola componente di spostamento η risultano:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2} \qquad \eta = \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2} \qquad (1)$$

B.5. Coefficienti di risposta e di protezione sismica.

B.5.1. COEFFICIENTE DI RISPOSTA.

Si assume come coefficiente di risposta R della struttura una funzione del periodo fondamentale T_0 della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata:

$$\begin{array}{ll} \text{per } T_0 > 0,8 \text{ secondi} & R = 0,862 / T_0^{2/3} \\ \text{per } T_0 \leq 0,8 \text{ secondi} & R = 1,0 \end{array}$$

Se il periodo T_0 non viene determinato si assumerà $R = 1,0$.

B.5.2. COEFFICIENTE DI PROTEZIONE SISMICA.

Per le opere la cui resistenza al sisma è di importanza primaria per le necessità della protezione civile, per il coefficiente di protezione sismica si assume $I = 1,4$.

Per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, si assume $I = 1,2$.

Per le opere che non rientrano nelle categorie precedenti si assume $I = 1,0$.

B.6. Analisi dinamica.

Gli effetti sismici possono essere valutati convenzionalmente mediante un'analisi dinamica della struttura considerata in campo elastico lineare. Questa può essere eseguita con il metodo dell'analisi modale adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazione, l'espressione:

$$a/g = C \cdot I \cdot R$$

dove:

a è l'accelerazione spettrale;

g è l'accelerazione di gravità

I è il coefficiente di protezione sismica;

R è funzione del periodo di vibrazione del modo di vibrare considerato ed ha espressione:

$$\begin{array}{ll} \text{per } T > 0,8 \text{ secondi} & R = 0,862 / T^{2/3} \\ \text{per } T \leq 0,8 \text{ secondi} & R = 1,0 \end{array}$$

ove T è il periodo del modo di vibrare considerato.

L'analisi modale deve utilizzare un modello della struttura che ne rappresenti l'articolazione planimetrica e altimetrica e tener conto di un numero di modi di vibrazione sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura come definita al punto B.3.

Per ciascuna eccitazione (orizzontale o verticale), indicando con α_i e η_i rispettivamente le sollecitazioni e gli spostamenti relativi al modo i-esimo, le sollecitazioni e gli spostamenti complessivi si calcolano con le espressioni:

$$\alpha = \sqrt{\sum \alpha_i^2} \qquad \eta = \sqrt{\sum \eta_i^2}$$

La sovrapposizione degli effetti dovuti alle diverse eccitazioni si esegue con le (1).

B.7. Verifiche.

Tutte le costruzioni in zone dichiarate sismiche, oltre ad essere verificate secondo le prescrizioni contenute nelle norme vigenti a carattere generale, devono soddisfare alcune verifiche specifiche.

Esse consistono:

- a. nel controllo degli stati di tensione o di sollecitazione;
- b. nel controllo degli spostamenti, ove necessario.

Le verifiche relative ai precedenti capoversi si devono eseguire con le modalità indicate ai successivi punti B.8. e B.9.

B.8. Verifiche di resistenza.

Le verifiche di resistenza possono essere effettuate verificando gli stati di tensione secondo il metodo delle tensioni ammissibili, oppure verificando gli stati di sollecitazione, per i diversi stati limite ultimi di resistenza, secondo il metodo degli stati limite. Non è ammesso che per parti di una stessa struttura si adottino due diversi metodi di verifica.

B.8.1. VERIFICA SECONDO IL METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI.

Si indichino con α le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale, e con α_p le sollecitazioni dovute agli altri carichi agenti contemporaneamente, escluso il vento. Le tensioni di calcolo che devono essere considerate agli effetti della verifica sono valutate assumendo il comportamento elastico e lineare della struttura, e considerando la combinazione di carichi che fornisce le sollecitazioni $\alpha_p \pm \alpha$ più gravose.

B.8.2. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI RESISTENZA

Le sollecitazioni, per la verifica allo stato limite ultimo, devono essere valutate con la formula di combinazione:

$$\alpha_p' \pm \gamma_E \alpha$$

in cui α sono le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale, γ_E è pari a 1,5, mentre α_p' si valuta con riferimento alla seguente combinazione, espressa in forma convenzionale:

$$\alpha_p' = \gamma_g G_k + \gamma_p + \gamma_q \left[Q_{tk} + \sum_{i=2}^n (\Psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

- G_k = il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P_k = il valore caratteristico della forza di precompressione;
- Q_{tk} = il valore caratteristico del sovraccarico variabile di base;
- Q_{ik} = i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- γ_g = 1,4 (oppure 1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza); γ_p = 1,2 (oppure 0,9 se il suo contributo aumenta la sicurezza); γ_q = 1,5 (oppure 0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- Ψ_{i0} = coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo, da assumere pari a 0,7 per i carichi variabili di esercizio nei fabbricati per abitazione e uffici e per le azioni da neve, pari a 0 per le azioni da vento.

B.9. Spostamenti e deformazioni.

Siano η_d gli spostamenti elastici relativi tra due punti della struttura dovuti al sisma convenzionale, η_p gli spostamenti elastici relativi tra i medesimi due punti della struttura dovuti alle altre azioni da prendere in considerazione, così come specificato al punto B.8.1. relativamente alla verifica col metodo delle tensioni ammissibili, e al punto B.8.2. relativamente alla verifica agli stati limite ultimi di resistenza, per i quali l'accelerazione sismica è maggiorata di γ_E .

Per limitare la danneggiabilità delle parti non strutturali e degli impianti, gli spostamenti relativi totali η_t sono da valutare convenzionalmente mediante la seguente formula:

$$\eta_t = \frac{\eta_p \pm \lambda \eta_d}{\chi}$$

in cui:

$\lambda = 2$	quando $I = 1.0$
$\lambda = 3$	quando $I = 1.2$
$\lambda = 4$	quando $I = 1.4$
$\chi = 1$	se si utilizza il metodo delle tensioni ammissibili
$\chi = 1,5$	se si utilizza il metodo degli stati limite.

Con tali spostamenti si devono verificare la stabilità degli elementi non strutturali e la funzionalità degli impianti fissi. In particolare, per gli spostamenti così determinati, non si deve avere, per gli edifici, espulsione dei pannelli divisorii e di chiusura.

Per il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza delle parti strutturali gli spostamenti relativi totali $\bar{\eta}_t$ da valutare convenzionalmente mediante la formula:

$$\bar{\eta}_t = \frac{\eta_p \pm 9\eta_d}{\chi}$$

non devono causare perdita di connessione nei vincoli o martellamento tra strutture adiacenti.

La valutazione di $\bar{\eta}_t$ sopra indicata tiene conto della differenza tra l'azione sismica prevista nella norma ed il moto effettivo del terreno durante un terremoto di forte intensità, nonché del comportamento non lineare della struttura.

Gli spostamenti $\bar{\eta}_t$ possono essere valutati con analisi più accurate che, basate su una motivata scelta dell'azione sismica, considerino l'eventuale comportamento non lineare della struttura.

Gli spostamenti e le rotazioni così calcolati non devono compromettere l'integrità delle cerniere e degli appoggi scorrevoli. In quest'ultimo caso, l'ampiezza dello spostamento consentito deve comunque essere limitata da appositi dispositivi.

Il calcolo della distanza minima tra due strutture contigue richiederebbe di valutare gli spostamenti di entrambe le strutture, considerandole in opposizione di fase. Qualora questo non sia possibile per mancanza di dati relativamente ad una delle strutture, come in genere avviene nel caso in cui una sia già esistente, è accettabile una valutazione della suddetta distanza minima secondo quanto indicato in C.4.2.

B.10. Fondazioni.

Le verifiche di stabilità del terreno e delle strutture di fondazione vanno eseguite con i metodi ed i procedimenti della geotecnica, tenendo conto delle massime sollecitazioni che la struttura trasmette al terreno. Nel caso in cui la struttura sia stata verificata col metodo delle tensioni ammissibili, le massime sollecitazioni sul terreno saranno calcolate con riferimento ai valori nominali delle azioni. Nel caso in cui la struttura sia stata verificata col metodo degli stati limite, le massime sollecitazioni sul terreno saranno calcolate con riferimento ai valori caratteristici delle azioni assumendo γ_E , γ_G , γ_P e γ_Q pari ad uno.

Il piano di posa delle fondazioni deve essere spinto in profondità in modo da non ricadere in zona ove risultino apprezzabili le variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.

In relazione alle caratteristiche dei terreni e del manufatto, la fondazione deve soddisfare le seguenti prescrizioni:

- le strutture di fondazione devono essere collegate tra loro da un reticolo di travi; ogni collegamento deve essere proporzionato in modo che sia in grado di sopportare una forza assiale di trazione o di compressione pari ad un decimo del maggiore dei carichi verticali applicati alle estremità. è consentito omettere tali collegamenti in caso di terreni rocciosi o, comunque, di caratteristiche meccaniche elevate, nonché in zone con grado di sismicità $S = 6$; in tutti gli altri casi, in mancanza di collegamenti, la struttura deve essere verificata per gli spostamenti orizzontali relativi del terreno tra i punti non collegati.

Ai fini della verifica della resistenza, una valutazione di minimo per tale spostamento relativo, valida per terreni che presentino caratteristiche geotecniche uniformi, è contenuta nella seguente tabella:

Tabella 1a

	Grado di sismicità	ΔL
Tensioni ammissibili	S=9	0.05 (L/100)
	S=12	0.10 (L/100)
Stati limite	S=9	0.075 (L/100)
	S=12	0.15 (L/100)

dove:

L è la distanza tra i punti in esame;

ΔL è lo spostamento, con minimo di 1 cm.

Ai fini della verifica della compatibilità degli spostamenti, lo spostamento relativo massimo ΔL , tra punti del terreno distanti L, può essere valutato mediante la seguente tabella.

Tabella 1b

Grado di sismicità	ΔL
S=9	0,15 (L/100)
S=12	0,30 (L/100)

b) nelle fondazioni su pali questi devono avere un'armatura calcolata per la relativa componente sismica orizzontale ed estesa a tutta la lunghezza ed efficacemente collegata a quella della struttura sovrastante.

C. EDIFICI.

C.1. Sistemi costruttivi.

Gli edifici possono essere costruiti con:

- struttura in muratura ordinaria o in muratura armata;
- struttura intelaiata in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali;
- struttura a pannelli portanti, intendendosi per tale quella realizzata in tutto o in parte con pannelli aventi funzione portante, prefabbricati o costruiti in opera. I pannelli possono essere costituiti da conglomerato cementizio armato o parzialmente armato o prefabbricati in muratura armata;
- struttura in legno.

C.2. Altezza massima dei nuovi edifici.

Per ogni fronte esterna l'altezza dei nuovi edifici, rappresentata dalla massima differenza di livello fra il piano di copertura più elevato ed il terreno, ovvero, ove esista, il piano stradale o del marciapiede nelle immediate vicinanze degli edifici stessi, non può superare nelle strade e negli edifici in piano i limiti riportati nella tabella 2.

Nel caso di copertura a tetto detta altezza va misurata dalla quota d'imposta della falda e, per falde con imposte a quote diverse, dalla quota d'imposta della più alta.

Tabella 2

Tipo di struttura	Altezza massima (m)		
	s=6	s=9	S=12
Legno	10	7	7
Muratura ordinaria	16	11	7,5
Muratura armata	25	19	13
Pannelli portanti	32	25	16
Intelaiatura	nessuna limitazione		

Sono esclusi dal computo delle altezze gli eventuali torrioni delle scale e degli ascensori.

Nel caso che gli edifici abbiano un piano cantinato o seminterrato, la differenza di livello (misurata sulla stessa verticale) tra il piano più elevato di copertura (o la quota d'imposta delle falde) e quello di estradosso delle strutture di fondazione, può eccedere di non più di quattro metri i limiti stabiliti dalla precedente tabella 2.

Nelle strade o nei terreni in pendio le altezze massime di cui alla precedente tabella possono essere incrementate di 1,50 m purché la media generale delle altezze di tutte le fronti rientri nei limiti stabiliti nella tabella stessa.

Per le costruzioni in legno è ammessa la realizzazione di uno zoccolo in muratura e malta cementizia o in calcestruzzo semplice o armato, la cui altezza non può superare i quattro metri. In tal caso i limiti di cui alla precedente tabella 1 vanno riferiti alla sola parte in legno.

C.3. Limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale.

Quando un edificio, con qualsivoglia struttura sia costruito, prospetta su spazi nei quali sono comprese o previste strade, fermi restando i limiti fissati nel precedente punto C.2. e fatte salve le eventuali maggiori limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici, la sua altezza H , per ciascun fronte dell'edificio verso strada, valutata con i criteri di cui al punto C.2., non può superare i seguenti valori, espressi in metri:

per	$L \leq 3$	$H = 3$
per	$3 < L \leq 11$	$H = L$
per	$L > 11$	$H = 11 + 3 \cdot (L - 11)$

in cui con L viene indicata la minima distanza tra il contorno dell'edificio e il ciglio opposto della strada, compresa la carreggiata.

Agli effetti del presente punto deve intendersi:

- per contorno dell'edificio la proiezione in pianta del fronte dell'edificio stesso, escluse le sporgenze di cornici e balconi aperti;
- per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli, nonché lo spazio in edificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale;
- per ciglio la linea di limite della sede stradale o dello spazio di cui al punto b);
- per sede stradale la superficie formata dalla carreggiata, dalle banchine e dai marciapiedi.

Negli edifici in angolo su strade di diversa larghezza è consentito, nel fronte sulla strada più stretta e per uno sviluppo, a partire dall'angolo, pari alla larghezza della strada su cui prospetta, una altezza uguale a quella consentita dalla strada più larga. Nelle zone a bassa sismicità ($S = 6$) di cui all'art. 18 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, devono essere rispettate solo le limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici.

Le strutture secondarie e gli elementi non strutturali che si trovano al di sopra dei piani di copertura devono essere efficacemente ancorati alla struttura principale.

C.4. Distanza fra gli edifici.

C.4.1. INTERVALLI D'ISOLAMENTO

La larghezza degli intervalli d'isolamento, cioè la distanza minima fra i muri frontali di due edifici, è quella prescritta dai regolamenti comunali purché detti intervalli siano chiusi alla pubblica circolazione dei veicoli e/o dei pedoni.

In caso contrario sono da considerarsi, agli effetti del precedente punto C.3., quali strade.

C.4.2. EDIFICI CONTIGUI

Due edifici non possono essere costruiti a contatto, a meno che essi non costituiscano un unico organismo statico realizzando la completa solidarietà strutturale.

Nel caso in cui due edifici formino organismi distaccati, essi devono essere forniti di giunto tecnico di dimensione non minore di:

$$d(h) = h / 100$$

ove $d(h)$ è la distanza fra due punti affacciati, posti alla quota h a partire dallo spiccatto delle strutture in elevazione.

Analogo dimensionamento deve adottarsi in corrispondenza dei giunti di dilatazione degli edifici.

C.5. Edifici in muratura.

C.5.1. REGOLE GENERALI

Gli edifici in muratura debbono essere realizzati nel rispetto del decreto ministeriale 20 novembre 1987, "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento", ed eventuali sue successive modifiche ed integrazioni, ove non in contrasto con

le presenti norme. In particolare, alle predette Norme tecniche deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali e artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.

Sia per gli edifici in muratura ordinaria, di cui al seguente punto C.5.2., che per quelli in muratura armata, di cui al seguente punto C.5.3., debbono inoltre essere soddisfatti i seguenti requisiti:

- a. la resistenza caratteristica a compressione f_{bk} degli elementi artificiali deve risultare non inferiore ai seguenti valori:
 - 7 N/mm² (70 kg/cm²) per gli elementi pieni;
 - 5 N/mm² (50 kg/cm²) per gli elementi semipieni nella direzione dei carichi verticali;
 - 1,5 N/mm² (15 kg/cm²) per gli elementi semipieni nella direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura;
- b. le strutture costituenti i vari orizzontamenti, comprese le coperture di ogni tipo, non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, comprese quelle esercitate ad esempio da archi e volte e valutate tenendo conto dell'azione sismica, devono essere eliminate con tiranti o cerchiature oppure riportate alle fondazioni mediante idonee disposizioni strutturali;
- c. i solai devono assolvere, oltre alla funzione portante dei carichi verticali, quella di ripartizione delle azioni orizzontali tra i muri maestri;
- d. i cordoli, in corrispondenza dei solai di piano e di copertura devono avere larghezza pari a quella della muratura sottostante; è consentita una riduzione di larghezza fino a 6 cm per l'arretramento del filo esterno. L'altezza di detti cordoli deve essere almeno pari a quella del solaio, e comunque non inferiore a cm 15. L'armatura deve essere di almeno cm² 8 con diametro non inferiore a mm 16; le staffe devono avere diametro non inferiore a mm 6 ed interasse non superiore a cm 25;
- e. nei solai le travi metalliche e i travetti prefabbricati devono essere prolungati nel cordolo per una lunghezza non inferiore alla metà della larghezza del cordolo stesso e comunque non inferiore a 12 cm; le travi metalliche devono essere munite di appositi ancoraggi;
- f. in corrispondenza degli incroci d'angolo dei muri maestri perimetrali sono prescritte, su entrambi i lati, zone di muratura di lunghezza pari ad almeno m1; tali lunghezze si intendono comprensive dello spessore del muro ortogonale;
- g. nel piano interrato o seminterrato è ammesso realizzare i muri in calcestruzzo armato con spessori almeno pari a quelli del piano sovrastante.

C.5.2. EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA

Gli edifici in muratura ordinaria devono essere costruiti nel rispetto delle seguenti prescrizioni:

- a. la pianta dell'edificio deve essere il più possibile compatta e simmetrica rispetto ai due assi ortogonali; in particolare, nel caso di pianta rettangolare, il rapporto tra lato minore e lato maggiore, al netto dei balconi, non deve risultare inferiore ad 1/3. La distribuzione delle aperture dei muri, in pianta e in alzato, deve essere tale da garantire, per quanto possibile, la simmetria strutturale;
- b. ciascun muro maestro deve essere intersecato da altri muri maestri trasversali, ad esso ben ammortati, ad interasse non superiore a m 7;
- c. al di sopra dei vani di porte e finestre devono essere disposti architravi in cemento armato o in acciaio efficacemente ammortati nella muratura;
- d. le fondazioni possono essere realizzate con muratura ordinaria, purché sul piano di spiccato venga disposto un cordolo di calcestruzzo armato, le cui dimensioni ed armatura devono essere conformi a quanto prescritto al punto C.5.1., lettera d);
- e. la distanza massima fra lo spiccato delle fondazioni e l'intradosso del primo solaio o fra due solai successivi non deve superare m 5, fermo restando l'obbligo di garantire per i setti murari una snellezza inferiore a 12;
- f. la muratura portante deve essere realizzata con elementi artificiali pieni o semipieni, ovvero con elementi di pietra squadrata, con l'impiego di malta cementizia. è ammesso per gli edifici con non più di due piani fuori terra l'uso di muratura listata con l'impiego di malta cementizia. La listatura deve essere realizzata mediante fasce di conglomerato semplice o armato oppure mediante ricorsi orizzontali costituiti da almeno tre corsi in laterizio pieno, posti ad interasse non superiore a m 1,6 ed estesi a tutta la lunghezza e a tutto lo spessore del muro; gli spessori dei muri devono essere non inferiori a quelli indicati nella seguente tabella (tabella 3):

Tabella 3

spessori dei muri in pietrame listato			
	S=6	S=9	S=12
piano secondo	40	40	50
piano primo	40	40	65
piano cantinato	55	55	80

- g. lo spessore delle murature deve essere non inferiore a 24 cm, al netto dell'intonaco;
- h. le murature debbono presentare in fondazione un aumento di spessore di almeno cm 20;
- i. le aperture praticate nei muri portanti devono essere verticalmente allineate; in alternativa, ai fini della valutazione dell'area resistente di cui alla lettera l) si prendono in considerazione per la verifica del generico piano esclusivamente le porzioni di muri che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni;
- l. nel caso di murature realizzate mediante blocchi artificiali semipieni, ovvero in pietra naturale squadrata con elementi di resistenza caratteristica a compressione non inferiore a 30 kg/cmq, l'area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa come percentuale della superficie totale dell'edificio e valutata al netto delle aperture, non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, ai valori di cui alle tabelle 4a e 4b in funzione della sismicità della zona. Dette percentuali devono essere rispettate in entrambe le direzioni principali. Nel caso di murature realizzate mediante blocchi artificiali pieni, l'area suddetta non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, alle percentuali che si ottengono dalle tabelle 4a e 4b dividendo ciascuna percentuale per 1,25.
- m. il sovraccarico non deve essere superiore a 4,00 kN/m² (400 kg/m²).

Nel caso di murature realizzate in pietra naturale squadrata, costituita da elementi di resistenza caratteristica inferiore a 30 kg/cmq, l'area suddetta deve essere adeguatamente incrementata sulla base di motivate valutazioni e comunque non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, alle percentuali che si ottengono dalle tabelle 4a e 4b moltiplicando ciascuna percentuale per il rapporto $30/f_{bk}$ ove f_{bk} è il valore della resistenza caratteristica degli elementi.

Tabella 4a

	Area resistente ai vari piani (%) (zone con S=12)			
	piano I	piano II	piano III	piano IV
Edifici a 1 piano	6	-	-	-
Edifici a 2 piani	6	6	-	-
Edifici a 3 piani	7	6	6	-
Edifici a 4 piani	7	7	6	6

Tabella 4b

	Area resistente ai vari piani (%) (zone con S=9 oppure s=6)				
Edifici a 1 piano	5	-	-	-	-
Edifici a 2 piani	5	5	-	-	-
Edifici a 3 piani	6	5	5	-	-
Edifici a 4 piani	6	6	5	5	-
Edifici a 5 piani	7	6	6	5	5

Non sono da prendere in considerazione, ai fini del calcolo della percentuale di muratura resistente, i muri aventi rapporto altezza/lunghezza superiore a 3. Deve inoltre risultare, per ciascun piano di verifica:

$$\sigma = \frac{N}{0,50A} < \bar{\sigma}_m$$

con il seguente significato dei simboli:

N = carico verticale totale relativo al piano in esame;

A = area totale, al netto delle aperture, dei muri resistenti al piano in esame;

$\bar{\sigma}_m$ = tensione base ammissibile della muratura, prevista, per le varie classi di resistenza caratteristica a compressione della muratura.

Tale verifica deve essere effettuata, di regola, per i muri del piano più basso dell'edificio nonché per i muri di ogni piano per il quale si determini almeno una delle seguenti situazioni:

- gli spessori di uno o più muri risultino minori dei corrispondenti spessori del piano inferiore;
- l'incidenza delle aperture risulti superiore a quella relativa al piano inferiore;

Ove siano rispettate tutte le precedenti prescrizioni, la verifica rispetto alle azioni sismiche può essere omessa, ferma restando la necessità delle verifiche previste dagli appositi decreti ministeriali nei riguardi dei carichi verticali e delle azioni orizzontali dovute al vento, nonché nei riguardi del terreno di fondazione. Qualora non tutte le precedenti prescrizioni siano rispettate l'edificio deve essere verificato secondo quanto disposto al punto C.9.5., ferma restando la necessità delle verifiche citate nel precedente comma e il rispetto delle prescrizioni indicate al punto C.5.1.

C.5.3. EDIFICI IN MURATURA ARMATA

C.5.3.1. Oggetto e ambito di applicazione.

Per muratura armata s'intende quella costituita da elementi resistenti artificiali semipieni tali da consentire la realizzazione di pareti murarie incorporanti apposite armature metalliche verticali e orizzontali.

I blocchi devono essere collegati mediante malta di classe M2 - M1, che deve assicurare il riempimento sia dei giunti orizzontali sia dei giunti verticali. L'armatura deve essere disposta concentrata alle estremità verticali ed orizzontali dei pannelli murari, definiti nel successivo punto C.5.3.4. e diffusa nei pannelli secondo le indicazioni dei successivi punti C.5.3.3.2. e C.5.3.3.3. Nel caso in cui la muratura sia impiegata per la realizzazione di edifici per i quali sia da attribuire al coefficiente di protezione sismica I , di cui al successivo punto C.6.1.1., un valore maggiore di uno, detta armatura diffusa deve essere integrata dall'armatura diffusa definita nel successivo punto C.5.3.3.4.

È ammessa la realizzazione di edifici mediante muratura armata non conforme alle presenti norme purché ne sia comprovata l'idoneità da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici, su conforme parere dello stesso Consiglio.

La malta o il conglomerato di riempimento dei vani ove alloggiato le armature deve avere resistenza caratteristica cubica non inferiore a 15 N/mm^2 (150 Kg/m^2).

C.5.3.2. Concezione strutturale dell'edificio.

Ciascuna parete muraria realizzata con muratura armata, con o senza armatura diffusa, costituisce nel suo complesso una struttura forata in corrispondenza delle aperture, particolarmente resistente ad azioni ad essa complanari.

Tutte le pareti murarie devono essere di regola efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi; è ammissibile che alcuni degli orizzontamenti non costituiscano diaframma rigido, ma solo collegamento tra le pareti murarie opposte: in tal caso nell'analisi strutturale si deve non tenere conto della rigidità di tali orizzontamenti.

In ogni caso l'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

C.5.3.3. Dettagli costruttivi.

Le barre di armatura devono essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata. La disposizione dell'armatura deve essere studiata in modo da assicurarne la massima protezione nei confronti degli agenti corrosivi esterni; in ogni caso le distanze tra la superficie esterna di ciascuna barra e le superfici esterne del muro che la contiene devono essere non inferiori a cm 5. La conformazione degli elementi resistenti e la disposizione delle barre devono essere tali da permettere la realizzazione dello sfalsamento dei giunti verticali tra i blocchi, sia nel piano del muro che nel suo spessore.

C.5.3.3.1. Armature in corrispondenza delle aperture.

Lungo i bordi orizzontali delle aperture si deve disporre armatura la cui sezione trasversale complessiva deve essere quella richiesta dalle verifiche di sicurezza, e comunque non inferiore a 3 cm^2 per ciascun bordo. Tale armatura deve essere prolungata ai lati dell'apertura per almeno 60 diametri.

C.5.3.3.2. Armature verticali.

L'armatura verticale deve essere disposta in corrispondenza degli innesti, degli incroci e dei bordi liberi dei pannelli murari, così come definiti nel successivo punto C.5.3.4.; la sezione trasversale complessiva deve essere quella richiesta dall'analisi delle sollecitazioni, con un minimo di 4 cm^2 per estremità. Altra armatura verticale, di sezione uguale a quella disposta alle estremità, si deve disporre nel corpo delle pareti, in modo da non eccedere l'interasse di 5 metri. Tutte le armature verticali devono essere estese all'intera altezza del pannello murario; nel caso in cui si abbia continuità verticale tra più pannelli, le corrispondenti armature devono essere collegate tra loro con le modalità nel seguito precisate. Le armature che non proseguono oltre il cordolo devono essere a questo ancorate.

Le armature verticali devono essere alloggiato in vani di forma tale che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro. Di detti vani deve essere assicurato l'efficace e completo riempimento con malta o conglomerato cementizio.

Le sovrapposizioni devono garantire la continuità nella trasmissione degli sforzi di trazione, in modo che al crescere del carico lo snervamento dell'acciaio abbia luogo prima che venga meno il contenimento esercitato dagli elementi. In mancanza di dati sperimentali relativi agli elementi impiegati, o per fori in cui il diametro del cilindro inscrivibile sia superiore a 10 cm, le barre devono

essere connesse per mezzo di idonei dispositivi meccanici, ovvero circondate da idonea staffatura per tutta la lunghezza della sovrapposizione, che deve essere assunta almeno pari a 60 diametri.

C.5.3.3.3. *Armature orizzontali.*

In corrispondenza dei solai vanno disposti cordoli in calcestruzzo armato, secondo quanto prescritto al punto C.5.1., lettera d). Nei cordoli deve essere alloggiata l'armatura concentrata alle estremità orizzontali dei pannelli, di cui al punto C.5.3.1., fatti salvi i minimi di cui al punto C.5.1., lettera d).

Altra armatura orizzontale, che costituisce incatenamento, di sezione non inferiore a 4 cm^2 , deve essere disposta nel corpo delle pareti, in modo da non eccedere l'interasse di m 4.

Tale armatura deve essere alloggiata all'interno di vani di dimensioni tali da permetterne il completo ricoprimento con la stessa malta usata per la muratura.

La lunghezza di sovrapposizione va assunta almeno pari a 60 diametri. Alle estremità dei muri le barre devono essere ripiegate nel muro ortogonale per una lunghezza pari ad almeno 30 diametri.

Ulteriori armature orizzontali di diametro non inferiore a 5 mm devono essere disposte nel corpo della muratura a interassi non superiori a 60 cm, collegate mediante ripiegatura alle barre verticali presenti alle estremità del pannello murario.

C.5.3.3.4. *Armatura diffusa.*

Quando $l > 1$, l'armatura di cui ai punti precedenti deve essere integrata, secondo quanto di seguito riportato, al fine di migliorare la duttilità della muratura. Detta armatura deve essere costituita da barre orizzontali e verticali, di sezione non inferiore a $0,2 \text{ cm}^2$ ciascuna, disposte nelle pareti murarie ad interassi non superiori al doppio dello spessore di ciascuna parete, e collegate mediante ripiegatura alle barre rispettivamente verticali e orizzontali presenti alle estremità del pannello murario. La sezione complessiva delle barre verticali non deve risultare inferiore allo 0,4 per mille del prodotto dello spessore della parete per la sua lunghezza; la sezione complessiva delle barre orizzontali non deve risultare inferiore allo 0,4 per mille del prodotto dello spessore della parete per la sua altezza.

L'armatura diffusa orizzontale, se presente, s'intende sostitutiva di quella di cui all'ultimo comma del punto C.5.3.3.3.

C.5.3.4. *Elementi strutturali resistenti all'azione sismica.*

Si considerano, ai fini dell'analisi delle sollecitazioni, elementi strutturali resistenti all'azione sismica:

- i pannelli murari, definiti come porzioni di muratura comprese tra due diaframmi orizzontali successivi e tra due aperture o intersezioni che le limitano lateralmente;
- tutte le porzioni di muratura che connettono tra loro pareti verticali complanari.

Non vanno considerati resistenti all'azione sismica, ma solo ai carichi verticali, i pannelli murari per i quali comunque il rapporto tra l'altezza compresa tra due diaframmi orizzontali e la lunghezza in pianta superi 4. In tali pannelli deve comunque essere disposta l'armatura minima prevista al punto C.5.3.3.

Lo spessore netto delle pareti murarie resistenti all'azione sismica non deve essere inferiore al maggiore dei seguenti valori:

- $1/14$ dell'altezza compresa tra due diaframmi orizzontali;
- cm 24.

C.5.3.5. *Analisi delle sollecitazioni sismiche e verifica degli elementi resistenti.*

Per l'analisi delle sollecitazioni prodotte dall'azione sismica negli elementi resistenti si deve esaminare l'intero edificio nel suo complesso tridimensionale, come una struttura a setti portanti, tenendo conto dei diaframmi costituiti dai solai nella loro effettiva posizione.

È consentita l'analisi statica secondo il metodo previsto per le strutture intelaiate al punto C.6. delle presenti norme, adottando per il calcolo dell'azione sismica, oltre ad un coefficiente di risposta $R = 1$, un coefficiente di struttura β pari ad 1,5, riducibile a 1,4 qualora sia prevista l'armatura diffusa aggiuntiva, di cui al precedente punto C.5.3.3.4.

Deve essere verificata la resistenza di ciascun elemento strutturale senza considerare una eventuale possibilità di redistribuzione delle azioni interne, e considerando nulla la resistenza a trazione della muratura.

Per gli edifici in muratura armata l'analisi delle sollecitazioni sismiche e la verifica degli elementi resistenti, di cui ai commi precedenti, è obbligatoria quando l'altezza dell'edificio superi i limiti previsti al punto C.2. per le costruzioni in muratura ordinaria. Negli altri casi è sufficiente che siano rispettate:

- a. le prescrizioni di cui alle lettere a), b), e), g), h), i), l) e m) del punto C.5.2., con le seguenti modifiche: la distanza massima di cui alla lettera e) non deve superare m 7, con snellezza dei setti murari comunque non superiore a 14; il coefficiente 0,50 riduttivo dell'area resistente totale di piano, che compare nell'espressione della tensione normale riportata alla lettera l), è elevato

- a 0,60; i limiti contenuti nelle tabelle 4a e 4b possono essere ridotti sottraendo 1,5 a ciascuno dei valori percentuali ivi indicati;
- b. le prescrizioni di cui ai punti precedenti relativi agli edifici in muratura armata; in particolare, per le sezioni delle barre di armatura dei pannelli murari, si devono adottare almeno i valori minimi, che qui si ripetono: 3 cm² lungo i bordi orizzontali delle aperture; 4 cm² lungo i bordi verticali dei pannelli murari, così come definiti al punto C.5.3.4., e anche verticalmente nel corpo della muratura, qualora la lunghezza del pannello ecceda i 5 m; 4 barre di diametro minimo 16 mm all'interno dei cordoli in corrispondenza dei solai, con staffe di diametro minimo 6 mm ad interasse non superiore a 25 cm; 4 cm² per le barre disposte orizzontalmente nel corpo della muratura qualora l'altezza del pannello ecceda i 4 m; armature orizzontali di diametro non inferiore a 5 mm disposte nel corpo della muratura ad interassi non superiori a 60 cm.

C.5.3.6. Tensioni ammissibili.

Per le armature si adottano le tensioni ammissibili previste, per le varie classi di acciaio, dalle vigenti norme sulle costruzioni di conglomerato cementizio armato.

Per le verifiche pensionali della muratura sotto le azioni sismiche, si adottano le tensioni ammissibili previste dalle vigenti norme sugli edifici in muratura, moltiplicate per il coefficiente 2.

C.5.4. STRUTTURE MISTE.

Nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché l'azione sismica sia integralmente affidata alla parte di muratura, per la quale risultino rispettate le prescrizioni di cui ai punti precedenti.

Particolare attenzione deve essere posta ai collegamenti fra elementi di tecnologia diversa, alla compatibilità delle deformazioni conseguenti alle diverse deformabilità ed alla trasmissione dei carichi verticali.

È consentito realizzare edifici costituiti da struttura muraria nella parte inferiore e sormontati da un piano con struttura in cemento armato o acciaio, a condizione che:

- i limiti all'altezza degli edifici, previsti al punto C.2. per le strutture in muratura, si intendono comprensivi delle parti in muratura e di quelle in cemento armato o in acciaio;
- la parte superiore in cemento armato o in acciaio sia ancorata al cordolo di coronamento della parte muraria e risulti verificata unitamente alla base in muratura, con i criteri di cui al punto C.6., per una forza sismica incrementata del 50%.

C.6. Edifici con strutture intelaiate.

C.6.0. SIMBOLOGIA

D,B = massime dimensioni della pianta dell'edificio, con $D \geq B$, nelle direzioni, ortogonali fra loro, delle azioni sismiche orizzontali;

G_i = somma del peso proprio del piano i-esimo dell'edificio e del sovraccarico permanente su di esso gravante;

Q_i = massimo sovraccarico accidentale al piano i-esimo previsto nel calcolo statico di esercizio;

s = coefficiente di riduzione del sovraccarico;

$W_i = G_i + s \cdot Q_i$ = "peso" da considerare per la valutazione delle azioni sismiche;

N = numero di piani dell'edificio;

$W = \sum_{i=1}^N W_i$ = "peso" totale dell'edificio;

F_i = forza sismica;

K = coefficiente sismico;

$C = \frac{S-2}{100}$ = coefficiente di intensità sismica;

S = grado di sismicità

R = coefficiente di risposta;

ε = coefficiente di fondazione;

β = coefficiente di struttura;

γ_i = coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche.

C.6.1. ANALISI STATICA

L'analisi statica consiste nel simulare le azioni sismiche con forze statiche proporzionali ai pesi W_i innanzi definiti: il coefficiente di proporzionalità (coefficiente sismico) si indica con il simbolo K e si distinguono nel seguito un coefficiente per le azioni sismiche orizzontali K_h ed un coefficiente per le azioni sismiche verticali K_v .

C.6.1.1. Azioni orizzontali.

Le azioni sismiche orizzontali si schematizzano attraverso l'introduzione di due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali. Le forze alle diverse quote devono essere applicate in corrispondenza dei baricentri dei "pesi" i quali generalmente possono essere riportati alle quote dei solai. La forza orizzontale F_i alla generica quota, secondo una prefissata direzione, si ottiene dalla relazione:

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i$$

essendo:

$$K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot I$$

e:

$$W_i = G_i + s \cdot Q_i$$

I valori del coefficiente s sono riportati nella tabella 5 in funzione della destinazione dell'opera; i valori del coefficiente γ_i sono riportati più avanti.

Qualora i locali di uno stesso piano siano adibiti a funzioni diverse, se ne deve tener conto applicando ai sovraccarichi accidentali del piano valori di s differenziati.

Tabella 5

Locale	Coefficiente s
Locali d'abitazione, uffici non aperti al pubblico, alberghi, coperture, balconi	0,33
Locali suscettibili di affollamento (uffici aperti al pubblico, ristoranti, caffè, banche, aule scolastiche, caserme, ospedali, ecc.)	0,50
Locali suscettibili di grande affollamento (sale per convegni o spettacoli, chiese, tribune, negozi, archivi, biblioteche, depositi, magazzini, laboratori, officine, rimesse, parcheggi, contenitori, scale, ecc.)	1,00

I valori dei parametri che intervengono nella definizione del coefficiente sismico K_{hi} sono specificati in appresso.

Coefficiente di protezione sismica I.

Per le opere la cui resistenza al sisma è di importanza primaria per le necessità della protezione civile, per il coefficiente di protezione sismica si assume $I = 1,4$.

Per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, si assume $I = 1,2$.

Per le opere che non rientrano nelle categorie precedenti, si assume $I = 1,0$.

Coefficiente di fondazione ε .

Si assume di regola $\varepsilon=1$. In presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori, si assumerà per il coefficiente ε il valore 1,3.

Coefficiente di risposta R.

Come indicato al punto B.5., il coefficiente di risposta R dipende dal periodo fondamentale di vibrazione T_0 relativamente alla direzione considerata. Si deve porre:

$$\begin{aligned} \text{per } T_0 > 0,8 \text{ secondi} & \quad R = 0,862 / T_0^{2/3} \\ \text{per } T_0 \leq 0,8 \text{ secondi} & \quad R = 1,0 \end{aligned}$$

Il periodo T_0 da utilizzarsi per la valutazione di R deve calcolarsi con riferimento alla sola struttura resistente attraverso adeguate analisi dinamiche che tengano conto della struttura nel suo complesso. Nel caso in cui tale valutazione non venga eseguita si dovrà assumere $R = 1$.

Per le costruzioni dotate di un periodo proprio $T_0 > 1,4$ secondi nonché per le costruzioni di configurazione irregolare deve comunque essere eseguita un'analisi dinamica secondo quanto precisato nel punto C.6.2.

Per costruzioni irregolari s'intendono configurazioni che presentino, in modo significativo, variazioni della disposizione planimetrica lungo l'altezza o della disposizione altimetrica lungo la pianta, ovvero

disuniformità nella distribuzione planimetrica o altimetrica delle rigidezze o delle masse o, infine, scostamenti planimetrici o altimetrici tra centro di massa e centro di rigidezza di un qualsiasi piano.

Allo scopo di controllare se il periodo fondamentale di vibrazione T_0 superi o meno il limite di 1,4 secondi innanzi indicato, per le strutture intelaiate può essere impiegata la formula:

$$T_0 = \frac{0,1 \cdot H}{\sqrt{B}} \quad [H \text{ e } B \text{ in metri; } T_0 \text{ in secondi}]$$

Coefficiente di distribuzione γ_i .

Al piano i -esimo, si assume per esso l'espressione:

$$\gamma_i = h_i \cdot \frac{\sum_{j=1}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

essendo h_i la quota del piano i -esimo rispetto allo spiccatto delle fondazioni. Quando sull'edificio insistono opere complementari quali torri, antenne, serbatoi, ecc., il loro peso ai fini del calcolo di γ_i può essere considerato conglobato a quello dell'impalcato sul quale esse gravano.

Per la verifica dell'edificio, inoltre, dovrà considerarsi il momento di trasporto fra il baricentro delle dette opere complementari e l'impalcato su cui insistono.

Il calcolo locale delle sollecitazioni nelle opere complementari di cui sopra deve essere peraltro effettuato considerando un coefficiente K_n uguale a quello del piano su cui gravano.

Coefficiente di struttura β .

Si assume di regola pari ad 1; nel caso in cui nella struttura dell'edificio vi siano telai ed elementi irrigidenti verticali e su questi ultimi prevalentemente si distribuiscano le azioni orizzontali, si assume:

$$\beta = 1,2$$

C.6.1.2. Ripartizione delle forze orizzontali.

La ripartizione delle forze orizzontali fra le diverse strutture dell'edificio deve essere effettuata a ciascun livello in proporzione alle rispettive rigidezze.

Nel caso di eccentricità fra il baricentro delle rigidezze e quello delle masse si dovrà considerare l'effetto delle coppie torcenti. Quando il rapporto fra i lati D/B è maggiore di 2,5, anche in assenza di eccentricità, dovrà considerarsi al piano i -esimo una coppia torcente provocata dalle forze orizzontali agenti ai piani sovrastanti non minore di:

$$M_{ti \min} = \lambda D \sum_{j=1}^N F_j$$

essendo i valori minimi λ riportati nella tabella 6.

Tabella 6

$2,5 < D/B < 3,5$	$\lambda = 0,03 + 0,02 (D/B - 2,5)$
$D/B > 3,5$	$\lambda = 0,05$

La ripartizione delle forze sismiche al piano fra gli elementi verticali resistenti può in generale essere eseguita facendo l'ipotesi che i solai siano infinitamente rigidi nei confronti di azioni ad essi complanari.

Tale ipotesi deve comunque essere adeguatamente giustificata.

C.6.1.3. Azioni verticali.

Le azioni sismiche verticali non vengono di norma considerate, ad esclusione dei seguenti casi:

- a. membrature orizzontali con luci superiori a 20 m;
- b. strutture di tipo spingente;
- c. sbalzi.

Nei casi di cui ai punti a) e b) le strutture devono calcolarsi prevedendo un coefficiente sismico verticale K_v , pari a $\pm 0,2$.

Per gli sbalzi si deve considerare un coefficiente sismico verticale $K_v = \pm 0,4$. Il coefficiente K_v in ogni caso deve essere moltiplicato per l .

C.6.2. Analisi dinamica.

Per strutture dotate di periodo proprio $T_0 > 1,4$ secondi e, comunque, per tutti i casi indicati al punto C.6.1.1. deve essere eseguita l'analisi dinamica con le modalità prescritte in B.6. adottando come spettro di risposta, in termini di accelerazione orizzontale, l'espressione:

$$a/g = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I$$

Il calcolo delle azioni sismiche verticali, nei casi indicati al punto C.6.1.3., non richiede un'analisi dinamica e possono quindi applicarsi i coefficienti convenzionali ivi indicati.

In alternativa è possibile eseguire l'analisi dinamica per azioni verticali utilizzando lo spettro di risposta dell'azione orizzontale moltiplicato per 2 per i casi a) e b) e per 4 per il caso c) di cui al punto C.6.1.3.

C.6.3. VERIFICHE

Per quanto concerne la verifica delle tensioni e delle sollecitazioni vale quanto prescritto nei punti B.7. e B.8.

In particolare, le sollecitazioni α_v provocate dal sisma si devono combinare con quelle α_p o α_p' provocate dalle altre azioni esterne secondo la relazione:

$$\alpha_p \pm \alpha$$

per le verifiche alle tensioni ammissibili, e:

$$\alpha_p' \pm \gamma_E \alpha$$

per le verifiche allo stato limite ultimo.

Qualora si siano calcolate le sollecitazioni α_v , provocate dalle azioni sismiche verticali, la determinazione delle sollecitazioni complessivamente provocate dal sisma si dovrà eseguire mediante la relazione:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

indicando con α_h le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali.

Al fine di eliminare o comunque limitare fortemente i danni agli elementi non strutturali e agli impianti, per i terremoti di medio - bassa intensità, deve essere verificato che, in presenza degli spostamenti relativi η_t tra un piano e il successivo, valutati mediante l'espressione:

$$\eta_t = \frac{\eta_p \pm \lambda \eta_d}{\chi}$$

dove i simboli si interpretano come in B.9., gli elementi non strutturali e gli impianti fissi non subiscano danni tali da impedire la funzionalità dell'edificio.

Nel calcolo di η_t si tiene conto, ove richiesto, anche degli effetti delle azioni sismiche verticali, assumendo un valore di η_d pari a:

$$\eta = \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2}$$

in cui:

η_h = è lo spostamento relativo tra i piani successivi prodotto dalle azioni sismiche orizzontali;

η_v = è lo spostamento relativo tra i piani successivi prodotto dalle azioni sismiche verticali.

In mancanza di una specifica valutazione degli effetti del sisma sugli impianti e sugli elementi non strutturali, indicando con h l'altezza d'interpiano, le verifiche di stabilità di cui al punto B.9. possono ritenersi soddisfatte se:

$$\eta_t \leq 0,002, h$$

in presenza di elementi non strutturali in materiale fragile (laterizi o simili) aderenti alla struttura;

$$\eta_t \leq 0,004, h$$

in presenza di elementi non strutturali realizzati in modo da non interferire con la deformazione della struttura.

Non si richiede invece il calcolo delle deformazioni e degli spostamenti per terremoti di forte intensità a meno che la loro valutazione non sia essenziale per controllare il funzionamento di particolari dispositivi di vincolo e di collegamento. In tal caso, indicando con $\bar{\eta}_t$ tali spostamenti, si ha:

$$\bar{\eta}_t = \eta_p \pm 9 \frac{\sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2}}{\chi}$$

con:

η_h e η_v valutati con le combinazioni delle azioni specificate in B.8.

C.6.4. ELEMENTI DIVISORI E PANNELLI ESTERNI.

I pannelli divisori interni, se hanno altezza superiore a 4 m e sviluppano una superficie superiore a 20 m², debbono essere collegati alla struttura superiore e inferiore mediante nervature verticali, disposte ad interasse non superiore a 3 metri, ovvero dotati di provvedimenti alternativi che ne garantiscano la stabilità con riferimento a quanto indicato al punto B.9 e C.6.3.

Analogo collegamento è prescritto per i pannelli di tamponatura esterni sia quando abbiano altezza superiore a 3,5 m sia quando sviluppano una superficie superiore a 15 metri quadrati.

Le eventuali aperture in detti pannelli, in edifici da realizzare in zone con grado di sismicità $S > 9$, devono essere delimitate da un'intelaiatura della quale alcuni elementi devono essere prolungati fino a collegarsi con la struttura portante.

Per i pannelli di tamponatura esterna prefabbricati di qualsiasi dimensione, si devono prevedere gli accorgimenti necessari per evitare che essi possano distaccarsi totalmente dalla struttura che li sostiene.

C.6.5. FONDAZIONI

Valgono, per le fondazioni, le prescrizioni riportate nei punti A.2 e B.10.

C.7. Edifici con struttura a pannelli portanti.

C.7.0. I sistemi costruttivi di cui alla lettera c) del precedente punto C.1. devono essere realizzati in osservanza di quanto stabilito dalle disposizioni vigenti e la loro idoneità deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio. Nel caso di pannelli costituiti da conglomerato cementizio armato o parzialmente armato costruito in opera, la certificazione d'idoneità deve essere rilasciata esclusivamente se costituiscono un sistema, intendendosi per tale la realizzazione di particolari costruttivi essenziali con carattere ripetitivo.

C.7.1. Lo schema strutturale dell'edificio deve contenere pareti di irrigidimento secondo due direzioni orizzontali ortogonali.

C.7.2. I procedimenti di verifica sismica vengono di norma eseguiti con le modalità previste nel punto C.6. Le azioni orizzontali devono essere valutate e distribuite come indicato al punto C.6.1.1. assegnando al coefficiente di struttura il valore $\beta=1,4$ e al coefficiente di risposta il valore $R=1$.

C.8. Edifici con struttura in legno.

Le costole montanti e le altre parti costituenti l'organismo statico degli edifici in legno devono essere di un solo pezzo oppure collegate in modo da non avere indebolimenti in corrispondenza delle giunzioni.

C.9. Interventi sugli edifici esistenti.

C.9.0. Gli interventi di adeguamento o di miglioramento di seguito definiti possono essere eseguiti senza l'obbligo del rispetto di quanto stabilito ai punti precedenti delle presenti norme, relativi alle nuove costruzioni.

Gli interventi comprendono le riparazioni dei danni prodotti da eventi sismici.

C.9.1. DEFINIZIONI

C.9.1.1. *Intervento di adeguamento.*

Si definisce intervento di adeguamento l'esecuzione di un complesso di opere sufficienti per rendere l'edificio atto a resistere alle azioni sismiche definite ai punti C.9.5.3., C.9.6.3. e C.9.7.3.

È fatto obbligo di procedere all'adeguamento a chiunque intenda:

- a. sopraelevare o ampliare l'edificio. S'intende per ampliamento la sopraelevazione di parti dell'edificio di altezza inferiore a quella massima dell'edificio stesso. In tal caso non sussiste obbligo del rispetto delle prescrizioni di cui al punto C.3.;

- b. apportare variazioni di destinazione che comportino, nelle strutture interessate dall'intervento, incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) superiori al 20%;
- c. effettuare interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente;
- d. effettuare interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche per innovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso.

Le sopraelevazioni, nonché gli interventi che comportano un aumento del numero dei piani, sono ammissibili esclusivamente ove siano compatibili con le larghezze delle strade su cui prospettano; è altresì ammissibile una variazione di altezza, senza il rispetto delle norme di cui ai punti C.2. e C.3., qualora sia necessaria per l'abitabilità degli ambienti, a norma dei regolamenti edilizi, sempre che resti immutato il numero dei piani.

C.9.1.2. Intervento di miglioramento.

Si definisce intervento di miglioramento l'esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio con lo scopo di conseguire un maggior grado di sicurezza senza, peraltro, modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale.

È fatto obbligo di eseguire interventi di miglioramento a chiunque intenda effettuare interventi locali volti a rinnovare o sostituire elementi strutturali dell'edificio.

Tale tipologia d'intervento si applica, in particolare, al caso degli edifici di carattere monumentale, di cui all'art. 16 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, in quanto compatibile con le esigenze di tutela e di conservazione del bene culturale.

C.9.2. PROGETTO ESECUTIVO.

C.9.2.1. Progetto esecutivo degli interventi di adeguamento.

Gli interventi di adeguamento antisismico di un edificio devono essere eseguiti sulla base di un progetto esecutivo firmato, ai sensi dell'art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, da un ingegnere, architetto, geometra o perito edile iscritto nell'albo, nei limiti delle rispettive competenze.

Il progetto deve essere completo ed esauriente per planimetria, piante, sezioni, particolari esecutivi, relazione tecnica, relazione sulle fondazioni e fascicolo dei calcoli per la verifica sismica. In particolare la relazione tecnica deve riferirsi anche a quanto indicato nei successivi punti C.9.2.3. e C.9.2.4.

In ogni caso, i disegni di progetto devono contenere le necessarie informazioni atte a definire le modalità di realizzazione degli interventi nonché, ogni qualvolta occorra, la descrizione e la rappresentazione grafica delle fasi di esecuzione con le relative prescrizioni specifiche.

Nel caso in cui sia prescritto l'adeguamento ai sensi del precedente punto C.9.1.1., e viceversa, in relazione allo stato di fatto dell'edificio e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite, risulti che non occorrono provvedimenti di adeguamento, deve essere ugualmente presentata, ai sensi del citato art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, la documentazione tecnica sopra indicata riferita al fabbricato esistente. La verifica sismica è tassativa per gli edifici con struttura in cemento armato, metallica ed a pannelli portanti.

Essa può essere omessa e sostituita da una specifica ed adeguata relazione tecnica per gli edifici in muratura ordinaria che allo stato di fatto o dopo l'avvenuta esecuzione delle opere di rinforzo eventualmente progettate, posseggano i requisiti costruttivi di cui ai punti C.5.1. e C.5.2. Se gli edifici in muratura ordinaria non hanno i requisiti citati, la verifica sismica è obbligatoria.

Nelle verifiche sismiche, per gli interventi di adeguamento, si terrà conto dei coefficienti di protezione sismica / definiti nei punti precedenti.

C.9.2.2. Progetto esecutivo degli interventi di miglioramento.

Nel caso di interventi di miglioramento il progetto deve contenere la documentazione prescritta per gli interventi di adeguamento limitatamente alle opere interessate. Nella relazione tecnica deve essere dimostrato che gli interventi progettati non producano sostanziali modifiche nel comportamento strutturale globale dell'edificio.

C.9.2.3. Operazioni progettuali.

Il progetto di un intervento su di un edificio è basato sulle seguenti operazioni:

- a. individuazione dello schema strutturale nella situazione esistente;
- b. valutazione delle condizioni di sicurezza attuale dell'edificio e delle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali interessati dagli interventi, avuto riguardo alla eventuale degradazione dei materiali e ad eventuali dissesti in atto;
- c. scelta progettuale dei provvedimenti di intervento operata sulla base degli elementi come sopra determinati;
- d. verifica sismica, se necessaria, del nuovo organismo strutturale.

C.9.2.4. Criteri di scelta progettuale.

I criteri adottati nella scelta del tipo d'intervento devono scaturire da uno studio preliminare dell'organismo edilizio riguardante in particolare:

- a. le caratteristiche, nella situazione esistente, sotto il profilo architettonico, strutturale e della destinazione d'uso;
- b. l'evoluzione storica delle predette caratteristiche con particolare riferimento all'impianto edilizio originario ed alle principali modificazioni intervenute nel tempo;
- c. l'analisi globale del comportamento strutturale al fine di accertare le cause ed il meccanismo di eventuali dissesti in atto.

C.9.3. PROVVEDIMENTI TECNICI D'INTERVENTO.

I provvedimenti tecnici per interventi di adeguamento o di miglioramento antisismico possono ottenersi sia mediante la riduzione degli effetti delle azioni sismiche, sia mediante l'aumento della resistenza dell'organismo edilizio, o di sue parti, a tali azioni.

Provvedimenti tecnici devono altresì essere adottati per consolidare, e se del caso eliminare, elementi non strutturali il cui eventuale crollo possa causare vittime o danni.

C.9.3.1. Provvedimenti tecnici di adeguamento o di miglioramento intesi a ridurre gli effetti sismici.

I provvedimenti tecnici di adeguamento o di miglioramento intesi a ridurre gli effetti sismici possono consistere:

- a. nella riduzione delle masse non strutturali;
- b. altri provvedimenti tendenti a modificare favorevolmente il comportamento d'insieme del sistema edilizio, fra i quali:
 - creazione ed adeguamento dei giunti;
 - riduzione degli effetti torsionali;
 - modifica delle rigidezze.

C.9.3.2. Provvedimenti tecnici di adeguamento o di miglioramento intesi ad aumentare la resistenza strutturale.

I provvedimenti tecnici di adeguamento antisismico intesi ad aumentare la resistenza delle strutture consistono sia nell'aumentare la resistenza di alcuni o di tutti gli elementi costituenti il sistema strutturale esistente, sia nell'inserimento di nuovi elementi o sistemi strutturali collaboranti con quelli esistenti.

I provvedimenti tecnici di miglioramento antisismico sono indicati al successivo punto C.9.8. Possono usarsi anche tecniche d'intervento non ivi esplicitamente menzionate, purché risultino, sulla base di adeguata documentazione, di eguale efficacia.

C.9.3.3. Provvedimenti tecnici in fondazione negli interventi di adeguamento.

Le verifiche debbono essere eseguite secondo i criteri stabiliti nel decreto ministeriale 11 marzo 1988 ed eventuali sue successive modifiche e integrazioni, riducendo del 20% i coefficienti di sicurezza ivi prescritti.

Nel caso di edifici situati su o in prossimità di pendii naturali o artificiali, deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio tenuto conto della presenza dell'edificio secondo quanto disposto alla sezione G del sopracitato decreto.

Ove la verifica sopraindicata non risulti soddisfatta, ovvero possano verificarsi nel sottosuolo dell'opera fenomeni di liquefazione, si deve stabilizzare la zona mediante idonei interventi, il positivo risultato dei quali deve essere documentato con osservazioni e misure in situ.

Negli interventi di adeguamento i provvedimenti sulle strutture di fondazione e le relative verifiche possono essere omessi, qualora, su motivato giudizio del progettista ed in relazione alle caratteristiche dei terreni, come deducibile dalla relazione geotecnica di cui al sopracitato decreto, siano verificate contemporaneamente tutte le seguenti circostanze:

- a. nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- b. gli interventi di adeguamento non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- c. gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- d. siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche valutate assumendo $\beta = 2$.

C.9.3.4. Giunti tecnici tra edifici contigui per interventi di adeguamento.

Nel caso di giunti non dimensionati in conformità al punto C.4. si deve provvedere, in generale, al loro adeguamento.

In alternativa si può intervenire:

- inserendo elementi di protezione al martellamento;
- oppure eliminando il giunto mediante il collegamento delle strutture da esso separate. In tale caso si deve tener conto di tale nuovo accoppiamento nella verifica dell'edificio.

Qualora l'adeguamento delle dimensioni del giunto risulti tecnicamente molto complesso o particolarmente oneroso, è consentito di non effettuare l'adeguamento nei seguenti casi:

- a. il calcolo delle deformazioni relative fra i due corpi di fabbrica, svolto secondo i criteri indicati al punto C.6.3. ma dividendo gli spostamenti sismici η_d per un fattore, pari a 6 nel caso degli edifici in muratura, e pari a 3 per gli altri tipi di strutture, assicuri la mancanza di effetti di martellamento;
- b. edifici contigui, entrambi in muratura ordinaria ed aventi altezze che rientrino nei limiti di cui al punto C.2.

C.9.3.5. Aggetti verticali.

Gli elementi verticali (quali comignoli, torrioni, parapetti, ecc.) devono essere opportunamente vincolati alle strutture portanti ed essere resi resistenti alle forze sismiche.

C.9.4. COLLAUDO DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO.

Gli interventi di adeguamento devono essere sottoposti a collaudo da parte di un ingegnere, architetto, geometra o perito edile iscritto all'albo, nei limiti delle rispettive competenze.

Il collaudo, da eseguirsi preferibilmente in corso d'opera, deve tendere ad accertare sostanzialmente che la realizzazione degli interventi sia avvenuta conformemente alle prescrizioni progettuali e nel rispetto delle finalità indicate dal progetto, controllando, in particolare, l'efficienza dei collegamenti, eseguiti tra i nuovi sistemi resistenti, eventualmente inseriti, e le strutture preesistenti. Il collaudo deve essere basato sulle risultanze di saggi e di prove sia in situ che su campioni, in laboratorio.

C.9.5. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELLE COSTRUZIONI IN MURATURA ORDINARIA.**C.9.5.1. Schema strutturale .**

Il progetto degli interventi di adeguamento deve basarsi su uno schema strutturale resistente all'azione sismica che deve ragionevolmente rispettare la situazione effettiva della costruzione, tenuto conto del suo comportamento globale; deve comunque essere assicurato un comportamento di tipo scatolare del complesso della struttura.

Debbono inoltre prevedersi incatenamenti perimetrali in corrispondenza di ogni orizzontamento, compresi quelli a livello di piano terra, di sottotetto e di imposta del tetto stesso.

Infine, per tutte le strutture spingenti deve provvedersi all'assorbimento delle relative spinte.

Si deve accertare l'efficacia dei collegamenti tra solai e pareti e delle pareti tra di loro. Qualora nello schema si faccia affidamento sulla ripartizione delle forze orizzontali agenti ad un dato livello tra i diversi setti murari, va accertata l'efficacia dei solai a costituire un diaframma orizzontale rigido.

Per ciascuna parete si considerano in genere separatamente le azioni ad essa complanari e quelle normali.

Le azioni complanari alle pareti vanno valutate tenendo conto della redistribuzione operata dai solai solo se questi presentano adeguata rigidità nel loro piano e buon collegamento con i muri.

Nei confronti delle azioni ortogonali alle pareti, queste si considerano vincolate ai solai ed alle pareti trasversali solo se è accertata l'efficacia dei collegamenti.

C.9.5.2. Analisi dei materiali.

La resistenza della muratura è calcolata in relazione alla tipologia, alla qualità ed allo stato di conservazione del sistema murario.

C.9.5.3. Verifica sismica.

La verifica delle strutture in elevazione va eseguita con riferimento alla resistenza a rottura delle murature, considerando le azioni sismiche definite al precedente punto C.6., ed assumendo, per il coefficiente di struttura, il valore:

$$\beta = \beta_1 \cdot \beta_2$$

ove si attribuiscono i seguenti valori:

$\beta_1 = 2$, coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di duttilità delle costruzioni in muratura;

$\beta_2 = 2$, coefficiente che tiene conto delle modalità di verifica a rottura.

Per la verifica sismica si può adottare una ipotesi di comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità.

Per la valutazione delle azioni sismiche complanari alle pareti si prende in esame l'edificio nella sua interezza, con i collegamenti operati dai solai in quanto a tale scopo efficaci, considerando la forza orizzontale di calcolo applicata nel baricentro delle masse presenti.

Si considera trascurabile la rigidezza delle pareti per deformazioni ortogonali al loro piano.

L'azione sismica ortogonale alla parete è rappresentata da un carico orizzontale distribuito, pari a $\beta \cdot C$ volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a $\beta \cdot C$ volte il carico trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se questi non sono efficacemente collegati a muri trasversali.

Si terrà conto dei vincoli della parete con i muri trasversali e con i solai solo in quanto efficaci.

L'effetto flessionale dell'azione sismica ortogonale alla parete può essere valutato nell'ipotesi di comportamento lineare a sezione interamente reagente. Le verifiche relative alle fondazioni, previste dal decreto ministeriale 11 marzo 1988, vanno eseguite secondo i criteri stabiliti in detto decreto; le azioni sismiche sono calcolate assumendo per il coefficiente β_2 il valore $\beta_2 = 1$.

C.9.6. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELLE COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO

C.9.6.1. Schema strutturale.

Lo schema strutturale resistente alle azioni sismiche deve derivare da un'analisi del comportamento globale dell'edificio, tenendo adeguatamente in conto la partecipazione di tutti gli elementi irrigidenti efficaci. In particolare, deve essere adeguatamente studiata la modellazione dei sistemi strutturali più rigidi, quali le scale o altri eventuali nuclei presenti nel fabbricato.

Si deve anche tener conto della presenza di quegli elementi non strutturali che, attese le caratteristiche di rigidezza e di resistenza, possono contribuire in maniera significativa all'assorbimento delle azioni sismiche o che comunque possono modificare sensibilmente il comportamento globale della sola ossatura portante. Di tali elementi deve essere considerato anche l'eventuale effetto locale connesso con il loro collegamento agli elementi strutturali principali.

Qualora lo schema strutturale sia basato sull'ipotesi di infinita rigidezza dei solai nel loro piano, come previsto al punto C.6.1.2., deve essere accertata l'effettiva rispondenza di tale ipotesi con l'effettiva configurazione strutturale dei solai stessi.

C.9.6.2. Analisi dei materiali e particolari costruttivi.

La resistenza degli elementi strutturali viene stimata avuto riguardo alla qualità e allo stato di conservazione del conglomerato e dell'armatura metallica.

Opportune indagini sono eseguite per appurare l'affidabilità dei dettagli costruttivi, in particolare degli ancoraggi delle armature in corrispondenza dei principali nodi trave-pilastro.

C.9.6.3. Verifica sismica.

La verifica sismica delle strutture in elevazione ed in fondazione va eseguita considerando le azioni definite ai precedenti punti C.6.1. e C.6.2.

C.9.7. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELLE COSTRUZIONI CON STRUTTURA METALLICA

C.9.7.1. Schema strutturale.

Lo schema strutturale resistente all'azione sismica deve rispecchiare il comportamento globale dell'edificio.

Va tenuto conto della presenza di elementi anche non strutturali che limitino la deformabilità dell'organismo portante: si valuterà la rigidezza e la resistenza di tali elementi per giudicare la loro partecipazione al comportamento d'insieme.

Va accertata altresì l'efficienza degli elementi controventanti costituiti da nuclei in cemento armato oppure da strutture verticali in acciaio o altro, tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo offerte dalle fondazioni.

C.9.7.2. Analisi dei materiali e particolari costruttivi.

Le caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali sono valutate mediante esame dello stato di conservazione del materiale metallico e dell'integrità fisica di ogni loro parte. L'indagine deve essere estesa, a seconda della tipologia strutturale dell'edificio, agli elementi controventanti (nuclei di cemento armato, controventi verticali in acciaio, ecc.), agli elementi di collegamento di questi ultimi alle piastre ed agli ancoraggi alle fondazioni.

C.9.7.3. Verifica sismica.

La verifica sismica delle strutture in elevazione ed in fondazione va eseguita considerando le azioni definite ai precedenti punti C.6.1. e C.6.2.

C.9.8. INTERVENTI TECNICI DI MIGLIORAMENTO PER GLI EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA*C.9.8.1. Pareti murarie.*

Le murature che non presentino gravi sintomi di instabilità quali strapiombi od estese lesioni possono essere riparate; nel caso contrario vanno demolite e ripristinate possibilmente con materiali inerti simili alla muratura preesistente.

Le riparazioni sono in genere effettuate mediante:

- iniezione di miscele leganti;
- applicazione di lastre in cemento armato o reti metalliche elettrosaldate;
- inserimento di pilastri;
- tirantature orizzontali e verticali.

Indebolimenti locali delle pareti murarie, in prossimità degli innesti e degli incroci per l'eventuale presenza di canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere, devono essere eliminati.

In caso di irregolare distribuzione delle aperture (vani di finestre o porte) nei muri maestri, quando non sia possibile la loro chiusura, con muratura efficacemente immorsata alla esistente, si deve provvedere alla cerchiatura delle aperture stesse a mezzo di telai in cemento armato o metallici collegati alla muratura adiacente tramite perforazioni armate.

C.9.8.2. Solai.

Ove si proceda alla sostituzione di solai, questi devono essere del tipo in cemento armato ordinario o precompresso o solai misti con blocchi interposti in laterizio od altro materiale, ovvero in acciaio efficacemente ancorati alle estremità di cordoli.

Qualora le murature portanti siano prive di cordoli armati in corrispondenza degli orizzontamenti, questi devono essere realizzati con altezze non inferiori allo spessore del solaio.

I cordoli possono essere eseguiti – se necessario – a tratti, sovrapponendo le armature ed eventualmente con predisposizione di un tubo centrale per l'inserimento di tiranti o cavi di precompressione.

Qualora le murature presentino consistenza e buona fattura i cordoli possono non essere estesi a tutto lo spessore delle murature ovvero sostituiti con iniezioni di pasta cementizia o miscele sintetiche. Possono usarsi solai in legno solo ove sia richiesto da particolari esigenze architettoniche.

Nel caso s'impieghino travetti prefabbricati in cemento armato ordinario o precompresso, si deve disporre un'apposita armatura di collegamento dei travetti alle strutture perimetrali (travi o cordoli), in modo da costituire un efficace ancoraggio sia agli effetti della trasmissione del momento negativo, sia della forza di taglio. Quando si usino laterizi, questi devono essere a blocco unico tra i travetti ed essere efficacemente ancorati ad essi ed alla sovrastante soletta.

C.9.8.3. Scale.

Le scale in muratura non portante (cosiddette alla romana) devono di regola essere sostituite da scale in cemento armato o in acciaio.

Possono tuttavia essere conservate soltanto se prive di lesioni, e dopo averne verificata l'efficienza a mezzo di prove di carico statico e dinamico. Quando necessità ambientali-architettoniche richiedano la conservazione di scale a sbalzo staticamente non sicure, possono adottarsi, previo accurato studio, rinforzi con adeguate strutture metalliche o cementizie.

C.9.8.4. Archi e volte.

Gli archi e le volte dei fabbricati, siti negli orizzontamenti fuori terra, devono essere muniti di cinture, chiavi o tiranti, posti convenientemente in tensione, atti ad assorbire integralmente le spinte alle loro imposte, a meno che le murature di sostegno abbiano spessori sufficienti ad accogliere le spinte senza che vengano generati sforzi di trazione.

Le eventuali lesioni degli archi e delle volte possono essere risarcite mediante adeguate cuciture, ovvero con iniezioni cementizie o di soluzioni di materie sintetiche o altro materiale o sistema idoneo.

Qualora le lesioni siano macroscopiche, o le murature si presentino inconsistenti, gli archi e le volte devono essere demoliti. Ove lo richiedano esigenze funzionali od estetiche, ovvero il ripristino di condizioni di equilibrio di insieme, possono essere ricostruiti sempre con il criterio di realizzare sistemi chiusi in se stessi; qualora non sussistano le dette esigenze, le strutture spingenti vanno sostituite con elementi strutturali non spingenti.

C.9.8.5. Coperture.

I tetti, ove sostituiti, debbono essere non spingenti ed efficacemente collegati ad un cordolo di coronamento. Nel caso di tetti in legno si deve garantire un'adeguata connessione fra i diversi elementi costituenti l'orditura.

C.9.9. EDIFICI CON STRUTTURA MISTA.

Nel caso di edifici le cui strutture resistenti siano realizzate con combinazioni di elementi in muratura, in calcestruzzo armato o metallici, si applicano le prescrizioni di cui alle presenti norme relative alla tipologia degli elementi strutturali ai quali è prevalentemente affidato il compito di resistere alle forze orizzontali.

Deve essere verificata la compatibilità delle deformazioni dei vari elementi presenti nonché la validità dei collegamenti fra gli elementi strutturali di diversa tipologia.

C.9.10. COMPLESSI EDILIZI.

Nel caso di complessi edilizi privi di giunti tra gli edifici, il progetto esecutivo dell'intervento deve documentare la situazione statica degli edifici contigui, a dimostrazione che gli interventi previsti non arrechino aggravii a tale situazione.

D. OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI.

Nella progettazione e nella costruzione dei muri di sostegno dei terreni in zone sismiche deve tenersi conto dell'influenza delle azioni sismiche agenti in direzione orizzontale. Se non si eseguono calcolazioni approfondite in merito all'influenza che le azioni sismiche esercitano sulle spinte dei terrapieni, possono adottarsi i criteri di calcolo che seguono.

Oltre alla spinta statica F (calcolata per i valori di i e di β), devono considerarsi le seguenti ulteriori due forze:

- 1) un incremento di spinta ΔF pari alla differenza fra la spinta F_s esercitata dal terreno retrostante in condizioni sismiche e quella statica F .

$$\Delta F = F_s - F$$

in cui:

$$F_s = A \cdot F'$$

ove:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

$$\theta = \arctg C;$$

C = coefficiente d'intensità sismica;

F' = spinta calcolata per $i' = 1 + \theta$

$$\beta' = \beta + \theta$$

β = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno con origine al piede);

i = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto).

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base del muro pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso;

- 2) una forza d'inerzia orizzontale:

$$F_i = C \cdot W$$

ove:

C = coefficiente d'intensità sismica;

W = peso proprio del muro nonché del terreno e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione.

Tale forza d'inerzia va applicata nel baricentro dei pesi. Le verifiche di cui sopra possono omettersi per i muri di sostegno con altezza inferiore ai 3 metri.

Le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali devono essere effettuate adottando le forze sopra definite quando si operi col metodo delle tensioni ammissibili, ovvero incrementando del 50% i valori di F_s , F e di F_i nella verifica dello stato limite ultimo con la combinazione delle azioni di cui al precedente punto B.8.2.